



3 層木造住宅の外構面下層切り出し試験体に対する性能検証

上段聖也¹⁾、長江拓也²⁾、高橋武宏³⁾、井上貴仁⁴⁾

1) 学生会員 名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻

e-mail : uwadan.seiya@b.mbox.nagoya-u.ac.jp

2) 正会員 名古屋大学 減災連携研究センター 准教授

e-mail : nagae.takuya@c.mbox.nagoya-u.ac.jp

3) 正会員 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 主幹研究員

e-mail : takehiro@bosai.go.jp

4) 正会員 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 副センター長

e-mail : dinoue@bosai.go.jp

要 約

木造住宅の1構面下層2層を切り出し、正負交番の静的および動的載荷実験を行った。各振幅時において損傷観察を行った結果、被災度区分判別調査票と概ね整合し、試験体は実物と遜色ないものと示され、変形と損傷を結ぶ資料の蓄積を果たした。更に、強度・剛性劣化を考慮しながら終局強度に至るまでの挙動を再現できるIMKピンチングモデルの軸組木造住宅への適用を試みた。最後に、複数の骨格曲線を作成し、解析結果を実験と比較することでIMKピンチングモデルの適用可能性を示した。

キーワード： 耐震評価、木造住宅、数値解析、IMK ピンチングモデル

1. はじめに

文部科学省が推進する「首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクト（2017年度～2021年度）」の中の、研究項目①「簡易・広域センシングを用いた広域被害推定・危険度判定」では、住宅密集地域の広域被害推定手法等の研究開発を行う。具体的には、Eーディフェンスを用いた在来軸組構法3階建て木造住宅を含む試験建物の震動破壊実験によって、非構造部材を含む住宅としての損傷過程、機能損失を評価する。対象とする耐震等級3の試験建物では、最新の構造規定と各種仕様に従う設計が採用されている¹⁾。本研究では木造住宅の耐震評価における予備調査の役割を意図し、外構面の切り出し試験体に対する、正負交番繰り返し載荷実験を2018年1月に実施した。

本稿では試験体条件を施工手順も含めて詳述し、前半では損傷過程について考察する。実建物になるべく近くなるように製作した試験体における観察記録については、被災度区分判別調査票の経験最大層間変形角推定の資料²⁾を参照しつつ、客観的な考察を心がけた。次に、荷重－変形関係について考察する。更に、等価剛性と等価粘性減衰定数を、同関係の履歴性状を表す工学量と位置づけ、特性を定量的に整理する。後半では地震応答評価の数値解析について考察する。本研究ではIbarra-Medina-Krawinklerピンチングモデル³⁾（以降IMKモデル）を選択する。IMKモデルは4つのパラメータの設定により、消費した履

歴エネルギーを参照して多様な変形履歴に対して劣化挙動を追跡することが可能で、米国の超高層設計指針(TBI)でも活用が奨励されている。本稿は軸組木造住宅に対し実用性を確保しつつ、超高層設計に匹敵する高度な地震応答解析の実現に向けた資料整備も意図している。

2. 実験概要

軸組構法の木造住宅の外構面についての面内載荷実験は、不二サッシ株式会社において運用されるF型層間変位試験装置を使用した(図1)。この装置は建物の地震時層間変形に対するカーテンウォールの追従性、各種性能を検証する装置で、不動床と可動床1-3の各床にファスナーを固定した後に、カーテンウォールを施工し、可動床1-3を制御することで、所定の層間変形角を与える。静的載荷および動的載荷が可能である。本実験では、対象とする3層住宅の地震応答時の1次モード等価高さを3階床位置と仮定し、外構面下層2層を取り出し、基礎を可動床1に固定、3階床位置の梁中央を可動床2にピン接合で固定した。2階床位置においては、試験体を不動床に固定せず、試験体の面外方向の動きを拘束する鋼製治具を添え当てた。本実験では、3階床位置の高さを頂部とするキャンチレバー型の試験体条件を構築し、可動床1と可動床3には、水平方向、左右逆向きの強制変位を与えた。

図2に軸組詳細、図3に試験体の製作状況を示す。試験体は、掃きだし窓の開口部を含み、外壁はサイディングボード、内壁は石膏ボードと壁紙に至るまで一般的な施工方法を忠実に再現した。鉄筋コンクリート造(RC造)の基礎を模擬したRC造基礎壁上に土台を設置し、土台上の柱脚側面には、RC造基礎壁に埋め込まれたホールダウン金物が所定の数のビスによって固定されている。試験体製作は一般的な手順に従い、軸組、内外装、サッシュ・シャッターの順で施工した。

基礎は鉄筋コンクリート製($F_c = 24 \text{ N/mm}^2$)で通常配筋に加えて、固定用の400H鋼梁(SS400)に溶接した

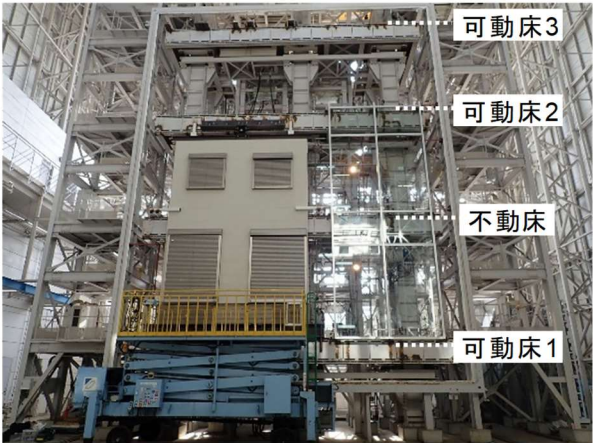


図1 実験装置と木造骨組試験体の設置状況

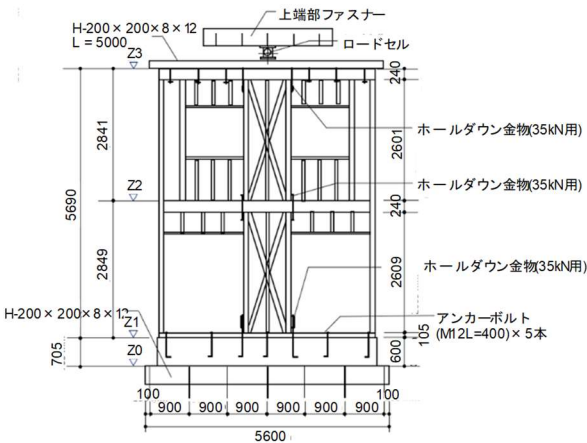


図2 軸組詳細



(a) 1階柱脚・接合金物 (b) 構造用合板・釘固定 (c) 1階上部まぐさ (d) 石膏ボード・養生 (e) シャッター取り付け

図3 製作状況

アンカー筋を配した。軸組は、土台、柱、梁、まぐさから構成され、いずれも材種は桧心材である。接合部は現在一般的に流通する金物を用いた。立面中央位置の耐力壁には、バイマツのたすき掛け筋交いが組み込まれている。柱と土台は105×105、梁は105×240、まぐさは105×40、筋交いは30×90とした。土台はアンカーボルト(M12×400)と角座金(40×40×t4.5)で基礎に固定した。1階柱脚に用いた、ホールダウン金物はいずれもM16-L800(50 kN用)である。

基礎は外柱位置において直交方向（図2の奥方向）に400 mmの幅を有しており、外柱は柱裏側にホールダウン金物を設置した。全ての筋交いの端部は1.5倍用筋交いプレートで柱に固定した。1階柱脚と基礎は50 kN用ホールダウン金物、1階柱頭と2階柱脚は35 kN用ホールダウン金物で接合した。耐力壁には厚さ9 mmの構造用合板を、N50釘（外周@100 mm、中通り@100 mm）で固定した。その上に胴縁(18 mm@455 mm)を介して窯業系サイディング(t=14 mm)を固定した。内壁は石こうボード（t=15、ボードビス@150 mm）、壁はクロス貼りとした。

載荷スケジュール（表1）は本試験体に隣接するカーテンウォールの載荷手順を基準としたStep 1-13からなる。全体変形角を0.002 radの小さな変形から徐々に大きくし、最終的には0.04 radを超える大変形を与えた。Step1、3、5、7、9、11、13の静的載荷及び、同水平振幅を最大値とした図4の動的漸増載荷（周期約2.5秒、図はStep8のもの）のStep2、4、6、8、10、12を交互に実施した。

表1に各Stepの全体変形角と1、2層目の層間変形角の計測値を示す。層間変形角について、1層目の値が2層目の値の2倍をやや超えており、1層目に変形が集中した様子が分かる。1、2層目の耐力壁量は等しいが、2層目は開口部上下の垂壁・腰壁が準耐力壁の規定を満たしていないものの、これらがせん断耐力を発揮し、変形が1層目に集中したと考えられる。治具との接合部に若干の変位が生じ、予定の変形角を少々下まわったが、概ね最終のStep 13まで問題なく載荷を実施できた。

表1 載荷スケジュール				
Step	変位制御	層間変形角計測値[rad]		
		1F	2F	全体
1	静的	0.0026	0.0012	0.0022
2	動的			
3	静的	0.0043	0.0018	0.0033
4	動的			
5	静的	0.0076	0.0034	0.0058
6	動的			
7	静的	0.0161	0.0065	0.0120
8	動的			
9	静的	0.0235	0.0118	0.0190
10	動的			
11	静的	0.0303	0.0189	0.0263
12	動的			
13	静的	0.0780	0.0091	0.0450

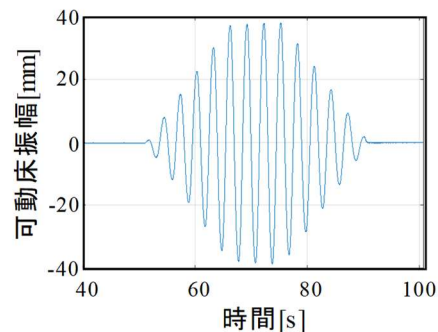
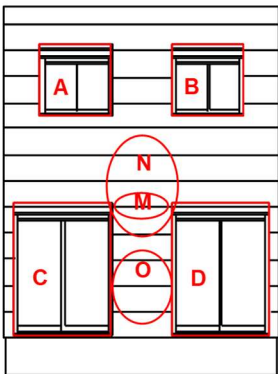
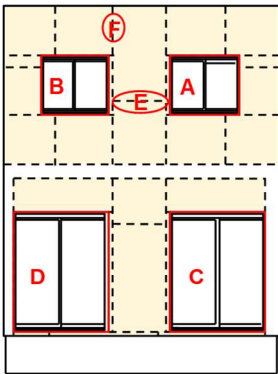
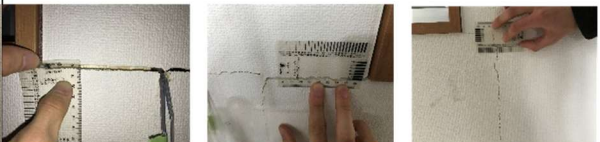


図4 動的載荷方法 (Step8可動床1の変位)

3. 実験結果と損傷観察（層間変形角と損傷状況）

一般に、木造建物は構造躯体が仕上げ材に覆われており、構造躯体の損傷状況を直接確認することが難しい。実際の地震後調査では、仕上げ材の損傷状況から被災度を判定する「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」²⁾が参照される（付録1）。被災度区分判定は、被災建築物の耐震性能残存率を推定し、長期使用のための復旧の要否とその程度を判定するもので、被災地域の早期回復が目的である。指針最新版(2015)は、2001年の前刊からの改訂版であり、その間に起きた地震被害の教訓、研究成果、各構造の耐震診断基準の改定を踏まえたものとなっている。

同指針を現在の木造建物に対しても有効な資料と考え、実験では各Stepにおいて、試験体の損傷状況を付録1と対比させて観察した。付録1では面材や構造躯体に関する記載が多いため、本実験でも対応部位を中心に損傷観察を行った。以降では、各Stepにおいて計測された層間変形角を示し、対応する損傷観察結果を詳述する。損傷観察位置を図5に示す。静的載荷では最大変位を保持して観察を行った。

 (1) 外壁側  (2) 内壁側			(1) Step1 (R1=1/385、R2=1/833rad)、Step2		
静的 載荷	躯体	損傷無し	静的 載荷	躯体	損傷無し
	外壁	損傷無し(図6右)		外壁	損傷無し(図6右)
	内壁	1F:(D)右下、(C)左下の壁紙に幅0.75mmの亀裂(図6左、付録1の~1/300)。2F:損傷無し(図6左中央)		内壁	1F:(D)右下、(C)左下の壁紙に幅0.75mmの亀裂(図6左、付録1の~1/300)。2F:損傷無し(図6左中央)
動的 載荷	躯体	損傷無し	動的 載荷	躯体	損傷無し
	外壁	損傷無し		外壁	損傷無し
	内壁	損傷無し		内壁	損傷無し
			図6 Step1、2の損傷状況		
(2) Step3(R1=1/233 rad、R2=1/556 rad)、Step4			(3) Step5(R1=1/132 rad、R2=1/294 rad)、Step6		
静的 載荷	躯体	損傷無し	静的 載荷	躯体	損傷無し
	外壁	損傷無し		外壁	損傷無し
	内壁	1F:(C)左下、(D)右下の亀裂が伸展・拡大、幅が最大1mm、石膏ボードまで貫通(図7左、付録1の~1/200)。壁紙の亀裂が垂直方向へ伸展(図7中央)。(C)左上、(D)右上に亀裂。(C)の窓枠と壁の間に隙間。2F:(B)右下で壁紙が圧縮され隆起(図7右)。		内壁	1F:(C)左下、(D)右下の亀裂が連結、その他亀裂が伸展・拡大(図8、付録1の~1/120)。2F:(A)、(B)隅、(E)、(F)を起点とする亀裂が生じ、垂直方向や端部へ伸展。
動的 載荷	躯体	損傷無し	動的 載荷	躯体	損傷無し
	外壁	損傷無し		外壁	損傷無し
	内壁	1F:亀裂の伸展・拡大 2F:静的載荷から伸展なし		内壁	1F:亀裂の伸展・拡大 2F:静的載荷から伸展なし
					
図7 Step3の損傷状況			図8 Step5の損傷状況		

(4) Step7(R1=1/62 rad、R2=1/154 rad)、Step8			(5) Step9(R1=1/43 rad、R2=1/85rad)、Step10				
静的 載荷	躯体	損傷無し	躯体	通し柱のたわみ。			
	外壁	(C)右のシーリング材の伸び(図9中央、付録1の~1/120)。外装材の境界(M)に幅6mmの隙間。(A)のシャッターフレーム上側の目地の剥離	外壁	(C)右下、(D)右下、左下に亀裂。(C)右側のシーリング材は前ステップより伸展。(C)上部の目地も伸びて外装材の境界(M)の左下の外装材が圧壊。シャッターは柱と同様に傾斜したが、動作に問題なし。			
	内壁	1F:亀裂が伸展・拡大した(図9左、付録1の~1/60)。 2F:亀裂が伸展・拡大した(付録1の~1/120)。	内壁	1F:亀裂の伸展、拡大、連結 2F:亀裂の伸展、拡大、連結			
動的 載荷	躯体	損傷無し	躯体	追加損傷無し			
	外壁	(M)左側の外装材間の1.1mmの隙間が残留。(M)上側の外装材が2mmほど浮き上がり。(C)右下に0.08mmの亀裂(図9右)。	外壁	開口部隅の亀裂が拡大、伸展した(図10左、付録1の~1/60)。(M)下の外装材の左側が剥離(図9中央)。(M)上の外装材が手前に約2mm出っ張る。(N)付近のビス数本が浮き上がる(図10右)。			
	内壁	1F:亀裂の伸展・拡大 2F:亀裂の伸展・拡大	内壁	1F:亀裂の伸展、拡大、連結 2F:亀裂の伸展、拡大、連結			
							
図9 Step7、8の損傷状況			図10 Step10の損傷状況				
(6) Step11(R1=1/33 rad、R2=1/53 rad)、Step12			(7) Step13(R =1/13 rad、R2=1/110 rad)				
静的 載荷	躯体	通し柱のたわみ増加。	躯体	(C)、(D)間の断熱材を取り除くと、片方の筋交いの柱頭側が座屈(図12左)。もう一方の筋交いの柱脚側接合部金物は局所湾曲が進行したもの、ビスは健全。通し柱が2階床付近で折損し始めた(図12中央、付録1の1/20超)。			
	外壁	(C)左上、左下、(D)右上、右下に新たな亀裂。(C)右のシーリング材が切れ始める。(O)の外装材が外側にはらみ出て、相対的にビスが埋没した。シャッターの傾斜はより顕著になったが、動作には問題なし。	静的 載荷	(C)右側のシーリング材が完全に断裂し、防水性能が失われた(図12右、付録1の1/20超)。シャッター幕は、開ける際は動作したが、閉める際には傾斜したフレームに接触し、途中から下らない。			
	内壁	1F:亀裂の伸展・拡大・連結。(C)、(D)間の石膏ボードが内側にはらみ出す(図11左)。 2F:亀裂の伸展・拡大・連結		1F:亀裂の伸展・拡大 2F:亀裂の伸展・拡大			
動的 載荷	躯体	(C)、(D)間の壁内部にあるアンカーボルトの緩み、柱と筋交いの接合部金物の局所湾曲(図11中央)。金物のビスの緩みは無し。					
	外壁	切れたシーリング材に顕著な隙間(図11右、付録1の~1/20)。(N)付近のビス数本は約20mm飛び出した。					
	内壁	1F:(C)、(D)間の石膏ボードが完全に剥離。それを留めていたビスが破断していた。 2F:亀裂の伸展・拡大					
							
図11 Step11、12の損傷状況			図12 Step13の損傷状況				

(1)～(7)で述べた損傷状況は被災度区分判別調査票の被害状況と概ね一致していた。このことから、当試験体は特殊な構造物ではなく、既往の軸組木造建物と同等のものと判断できる。よって、7章で行うモデル化に関しては、一般的な軸組構法による木造住宅の損傷履歴モデルとして適用が可能だと考える。

4. 荷重－変形関係の履歴特性の考察

図13に実験で得られた荷重－変形角関係を示す。試験体の頂部中央を固体したピン治具内のロードセルで測定した水平力を縦軸にとっている。横軸には、試験体頂部の梁の土台からの相対水平変位を当該高さの5.61mで除した全体変形角をとっている。Step1～Step9の図13左図では、各振幅レベルにおいて、先行の静的载荷が履歴の骨格をつくり、後続の動的载荷はその骨格の内側においてスリップ性状を示しながら履歴を描いている。次の変位振幅レベルに向かう静的载荷の履歴を見ると、経験済みの変位振幅領域における強度劣化は顕著でない。

図13中央図にStep13までの履歴を示す。実験では、Step13において全体変形角で0.045 rad（1層目層間変形角にして0.078 rad）という大変形を加えて、1層目における筋交いの座屈・折損、通し柱折損等の破壊を確認した。最大強度はStep9の正側で記録しており、Step11の1層の最大層間変形角約0.03 radでは、最大強度に頭打ちが見られた。更に、Step12では急激な強度劣化が見られ、この時点で筋交い等の構造躯体や金物に比較的大きな損傷が生じたと解釈できる。次のStep13ではホールダウンアンカーボルトに取り付けた歪ゲージの値からは弾性範囲内であったと判断される。ホールダウン金物を固定しているビスが緩み、せん断耐力にも若干影響したと考えられるが、さらに考察が必要である。付録2にアンカーボルトの挙動に関する分析資料を付記しておく。

図13右図に0.01 rad付近での1、2層目の荷重－変形角関係を示す。2章で述べたように、本試験体の壁配置の条件（2層目の開口部上下の壁の存在）から、1、2層目を比較すると、1層目に变形が集中した。同振幅レベルにおいて比較すると、1層目のせん断力が小さいことが分かる。1、2層目の剛性比は正側0.005 radで1.7倍、0.01 radで1.5倍、負側0.005 radで2.3倍、0.01 radで1.3倍である。

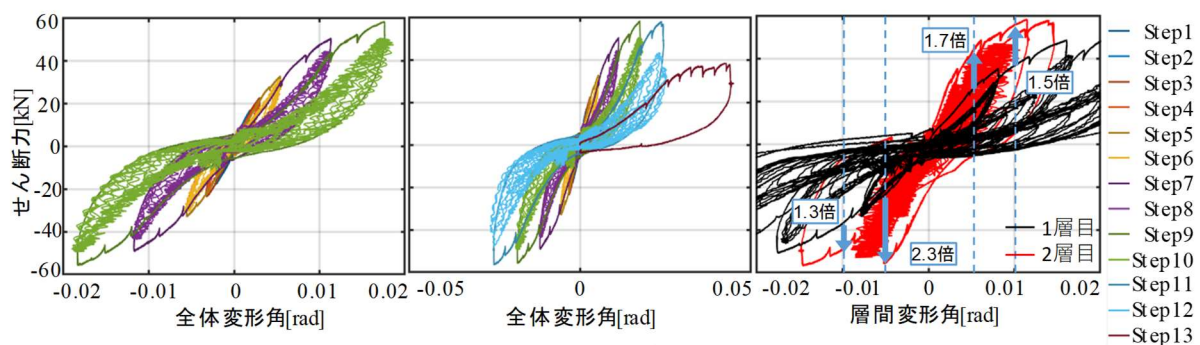


図13 せん断力と変形角の関係

5. 等価剛性と等価粘性減衰定数の考察

各ステップの最大振幅時における等価剛性(k_{eq})をプロットしたのが図14、等価粘性減衰定数(h_{eq})をプロットしたのが図15である。 k_{eq} について、静的载荷と動的载荷の差は小さく、最大振幅が新たな領域に入ることで、剛性が低下している。全体変形角が約0.01 radのとき、初期の0.5倍程度の k_{eq} を有している。図14中に、Step1～Step6までとStep7～Step12までの近似直線を示す。その交点は約1/150 radにあり、この点において剛性の劣化挙動の変化があったことが分かる。 h_{eq} について、この値の算出には、荷重値が0を通過する点から1サイクルの履歴エネルギー ΔW と、そのサイクルの正負のピーク荷重、変位の平均から求めた弾性歪エネルギー W_e を用いて、次式より求めた。 $W_e = (\delta_{max} + \delta_{min}) \cdot (P_{max} + P_{min}) / 4$ 、 $h_{eq} = \Delta W / (4\pi \cdot W_e)$ 。図からわかるように、静的载荷(処女ループ)と動的载荷(経験済みループ)において、大小の傾向がはっきりしている。 h_{eq} は、静的载荷(処女ループ)では0.12-0.13付近に、動的载荷(経験済みループ)では0.08-0.07付近に集中している。また、静的载荷において変位振幅に対する傾向は、1/150 radを超えたあたり(Step7)で h_{eq} は最大となり、その後徐々に低下していくことが分かる。1/150～1/100 rad

において、木造住宅の内壁や外壁は釘やビスと周囲の部材との摩擦による内部減衰機能を発揮するが、それ以降は部材の割れ等が卓越し、減衰機能が発揮されにくくなるためだと考えられる。とは言え、微小な変形であるStep1から h_{eq} が0.1を超える値となり、その10倍を超えるStep11の大きな振幅までほぼ同等の h_{eq} という結果は、RC造やS造の骨組と傾向を異にする。

現行設計法では限界耐力計算法が整備されている。木造建物の変形を容易に求める評価法としても、この等価線形化法の類が実用的であり、必要な2つのパラメータに対して以上の結果が参考になる。

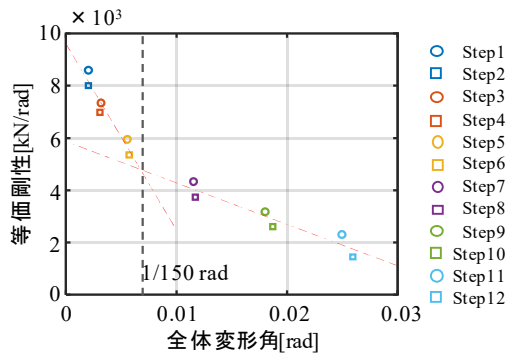


図14 等価剛性と全体変形角の関係

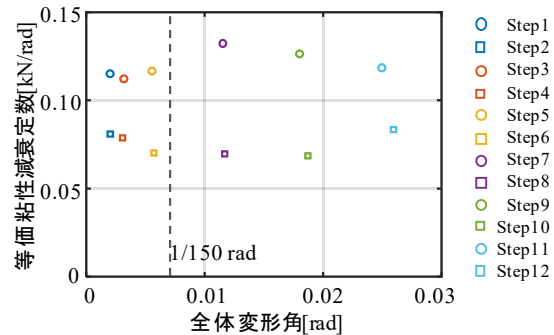


図15 等価粘性減衰定数と全体変形角の関係

6. 数値解析用のIMKモデル³⁾の適用性

6.1. 解析モデル

解析モデルは1質点系のせん断バネからなるモデルとし、復元力特性はIMKモデルを与えた。この復元力特性の特徴として、バイリニアの最大点指向ルールを基本にし、エネルギーに基づき、図16のように繰り返しの強度・剛性の低下を考慮できることが挙げられる。また、強度劣化・負勾配は骨格曲線を変えることで容易に表現でき、海外ではRC造・S造・枠組式木造の多岐にわたり用いられている。在来軸組構法による木造住宅でも同様に、容易且つ高度な地震応答解析を行うために、その適用可能性について検証する。解析にはOPENSEES⁴⁾を用いた。

6.2. 骨格曲線の作成

解析モデルの骨格曲線の作成では、強度劣化・負勾配等の重要な特性の反映の有無が異なる3通りの骨格曲線を作成した。

(a) In-Cyclic モデル

図20上段左図に骨格曲線を示す。具体的には、初期剛性の設定の仕方は、変形角が1/200 radに達した割線剛性とした。2次剛性は、変形角が1/100 radの点と強度低下が開始する点を結んだ線とした。負勾配である3次剛性の設定は強度低下が開始する点を利用して適切に設定した。つまり、負勾配を考慮するが、強度劣化をあまり考慮せず、実験値の最大値を基に算出した値をから作成したモデルをIn-Cyclicモデルと呼ぶ。

(b) Strength Deterioration モデル

図20上段中央図に作成した骨格曲線を示す。当モデルは、IMKモデルの特徴である負勾配・強度劣化を含むことができる点を踏まえ、強度劣化の程度を変化させるパラメータを変化させることで、負勾配・強度劣化を考慮して骨格曲線を作成したものである。(a)の骨格曲線に比べ、強度劣化を考慮しているため、実験の荷重-変形関係の最大値よりも大きくなっていることがわかる。

(c) Code Base モデル

図20上段右図に作成した骨格曲線を示す。当モデルは「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年版)」¹⁾による短期基準せん断耐力の算出方法を用いて作成したバイリニア型の骨格曲線であり、強度劣化・負勾配を含まないモデルである。

6. 3. 解析用入力波

数値解析は繰り返し静的解析を行った。解析用入力変位は、実験で計測された 1、2 層目の変位の和をそのまま用いた。静的載荷では、与えた変位を保持した状態で損傷観察を行っていたため、動的載荷よりも入力ステップ数が多く、解析用入力変位にもそれが反映されている。図 17 に入力変位波形を示す。

6. 4. 数値解析結果

図 20 に作成した条件にて行った 3 つの解析モデルの荷重－変形関係、せん断力時刻歴波形、累積履歴エネルギーの比較を示す。本解析では、エネルギーによる劣化のパラメータは、累積履歴エネルギーが最も実験と解析で対応している値を採用した。3 つを比較すると、(a)モデルは、強度劣化をあまり考慮していないため、強度劣化が少なく実験値とのエネルギーに差が生じている。(b)モデルは、強度劣化を考慮して骨格曲線を作成しているため、累積履歴エネルギーは、かなり実験と近くなっている。(c)モデルは、強度劣化、負勾配を考慮していないためエネルギーが他の二つよりも大幅に大きくなっている。

このことから、IMK モデルを用いる際には、強度劣化と負勾配を考慮して骨格曲線を作成する必要がある。また、(c)モデルに着目すると、13500 s を超えたあたり (Step12) で、累積履歴エネルギーに大きな差が生じている。これは、Step12 で筋かいが座屈し、強度劣化が大きく生じたことによると考えられる。Step12 における 1 層目の層間変形角は 0.0303 rad (約 1/33) であり、付録 1 とも対応している。

図 18、図 19 に各種モデルの k_{eq} と h_{eq} を示す。 k_{eq} は、1/150 rad 以降はいずれのモデルも実験と同様の数値・傾向を示した。一方で、1/150 rad 以前では、(b)モデルは k_{eq} の値が過大となったものの、実験と同様に 1/150 rad を境に劣化挙動の変化が見て取れる。 h_{eq} は、(a)、(c)モデルは実験と異なり、1/150 rad 以降、振幅の増大とともに h_{eq} も大きくなる傾向にある。一方で(b)モデルは、1/100～1/50 rad で h_{eq} が最大となり、その後徐々に低下していく傾向が見られ、実験と類似していることが分かる。

7. まとめ

1. 変位振幅を漸増させる正負交番繰り返し載荷を実施し、層間変形角に伴う損傷状況を記録した。面材のひび割れや筋交いのはらみ等、木造住宅の被災度区分判別調査票によると、層間変形角と各部位の損傷と概ね一致していた。当試験体は既往の軸組木造建物と同等であることを示した。
2. 荷重－変形関係より、各振幅レベルにおいて、先行の静的載荷が履歴の骨格をつくり、後続の動的載荷はその骨格の内側においてスリップ性状を示しながら履歴を描いた。1 層目の最大層間変形角が 0.303 rad の Step12 で強度劣化が顕著であったことから、1 層目における筋交いの座屈・折損、通し柱折損等の破壊が顕著に進行したと理解できる。
3. 各ステップにおける k_{eq} と h_{eq} を比較した。 k_{eq} は、静的載荷と動的載荷の差は小さく、最大振幅が大きくなることで、剛性が低下している。 h_{eq} は静的載荷と動的載荷の大小の傾向がはっきりしており、静的載荷での値は 0.12-0.13 付近に、動的載荷での値は 0.08-0.07 付近に集中した。静的載荷では、1/100 rad～1/50 rad 付近で内壁や外壁が釘やビスと周囲の部材との摩擦による内部減衰機能を発揮し、 h_{eq} は最大となり、それ以降は徐々に減少していく。
4. 実験結果と IMK モデルを用いた 3 つモデルの数値解析結果を定量比較した資料を提示した。強度劣化と負勾配を考慮して骨格曲線を作成し、劣化パラメータを適切に設定することで、実験結果と遜色無い挙動を再現できた。強度劣化と負勾配を適切に考慮することで、IMK モデルが軸組木造建物に十分適用可能であることを示した。実建物における高度な地震応答解析に向けた資料整備を続ける必要がある。

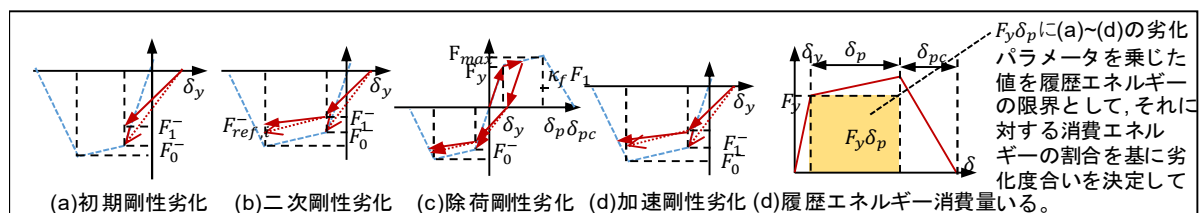


図 16 IMKモデル概要

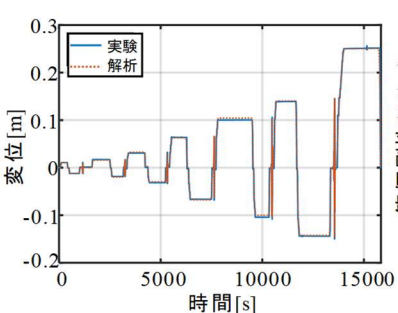


図17 入力変位波形

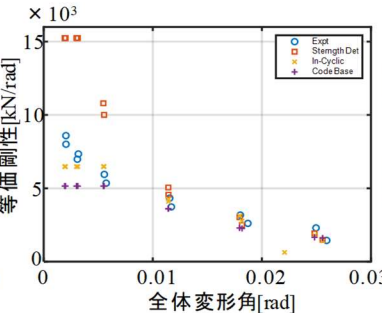


図18 等価剛性の比較

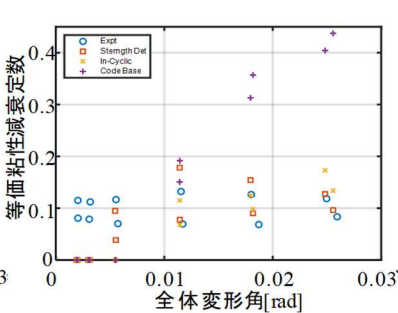
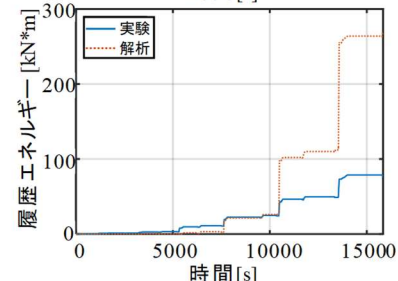
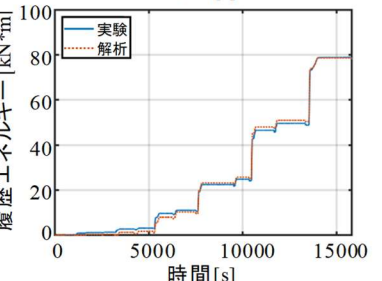
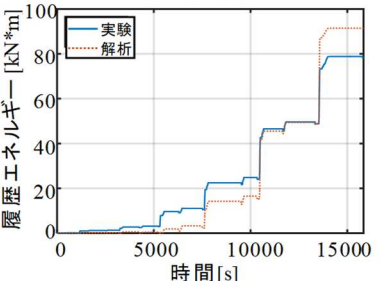
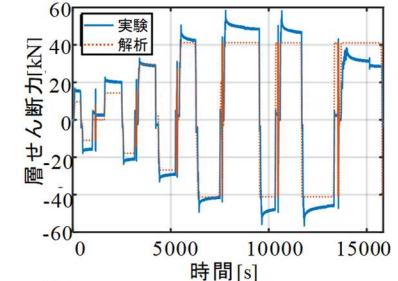
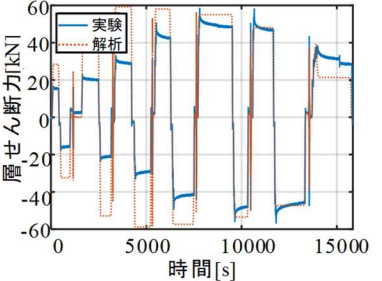
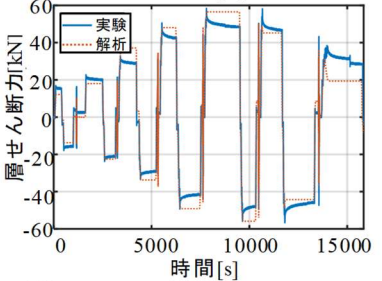
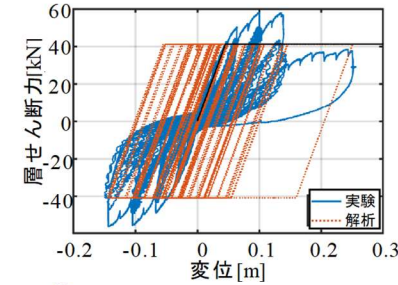
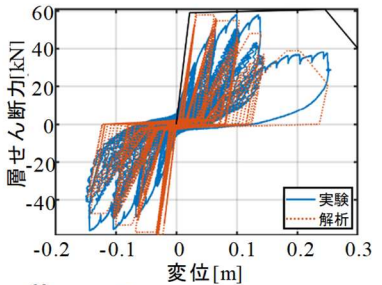
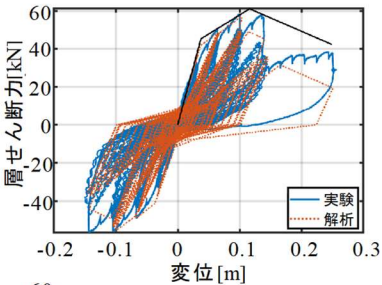


図19 等価粘性減衰定数の比較



(a) In-Cyclic モデル

(b) Strength Detrioration モデル

(c) Code Base モデル

図20 実験と3つのモデルの解析との比較

謝辞

本稿含む一連の報告は、平成 29 年度「首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクト／サブプロジェクト(c) 非構造部材を含む構造物の崩壊余裕度に関するデータ収集・整備」の一部である。本実験にあたり、不二サッシ株式会社に多大なご協力をいただきました。文化シャッター株式会社、BX カネシン株式会社に技術支援をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017 年度版)、公益財団法人日本住宅・木材技術センター、2017
- 2) 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、一般財団法人日本建築防災協会
- 3) Luis F.Ibarra, Ricardo A. Medina and Helmut Krawinkler: Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration、EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS Earthquake Engng Struct. Dyn. 2005; 34:1489-1511
- 4) <http://opensees.berkeley.edu/>

付録1 経験最大層間変形角と損傷の関係 (被災度区分判定調査票)

経験最大層間変形角			~1/300	~1/200	~1/120	~1/60	~1/45	~1/20	1/20超
躯体	被災度		軽微			小破	中破	大破	倒壊
	柱		—	—	—	—	—	—	折損
外装材	筋かい		—	—	—	—	はらみ	座屈	複数座屈
	サイディング張り	横張	—	—	釘の浮き	開口部隅割れ	開口部隅割れ拡大、一部浮き	開口部隅割れ上下に通る	開口部隅割れ上下に通る複数
		縦張	—	—	開口部隅目地のズレ	開口部隅目地のズレ拡大	開口部隅以外の割れ拡大	開口部隅シーリング材の切れ拡大、止水材の露出	
	ラス下地モルタル塗り		開口部隅微少の割れ	開口部隅割れ	開口部隅割れ拡大	開口部隅以外にも割れ	開口部隅以外の割れ拡大	平面部分に割れ	平面部分に割れ複数
	土塗り（大壁）		間柱部にひび	間柱部のひび増加	全面にひび拡大	ひび開き	ひび開き拡大	壁中央部盛り上がり	壁中央部盛り上がり拡大
	開口部等		—	—	サッシがスケルトン部分外れ	サッシがスケルトン外れ	サッシがスケルトン損傷	サッシがスケルトン破壊、ガラス破壊、複数	
	内装材	クロス張り等の大壁	隅角部	—	隅部しわ	隅部破れ中部しわ	隅部破れ通る、中間部破れ	中間部破れ拡大	ボード目地複数が破れ
開口部			開口部隅部分的な破れ	開口部隅破れ拡大	開口部隅破れ天井まで通る、ボードの部分的な割れ		ボード割れ拡大	ボード割れ天井まで通る	
ラス下地しゅくい塗り		—	—	柱壁にずれ跡	柱壁隙間	柱壁隙間3～5mm	柱壁隙間5mm以上	柱壁隙間5mm以上複数	
土塗り（真壁）		隅角部、貫部分にひび	隅角部、貫部分のひび増加		隅角部一部圧壊	周囲隅部の圧壊拡大、めくれ		壁中央部盛り上がり拡大	
開口部等		—	—	—	—	襖の外れ、障子破れ			

付録2 アンカーボルトに関する資料

